

# 有闸分汊河口的水动力模拟

童朝锋 ,严以新 ,诸裕良

( 河海大学海岸及海洋工程研究所 ,江苏 南京 210098 )

摘要 :将水工建筑物的过流公式离散成与 Saint-Venant 方程离散式相同的格式 ,用节点水位控制法建立了能应用于有闸分汊河口水动力研究的一维河网数学模型 .计算表明 ,增长导流墙和减少闸下淤积能减小导流墙未合流处的横向水位差 ,从而减小合流处的横向流速 ,调顺水流方向 ,消减导流墙两侧水流的相互顶托 .计算所得的分流量及分流比能为枢纽的合理布局 ,包括闸孔尺度及其数量 ,提供依据 .模型还可根据水利枢纽实际要求 ,提供闸门调控设计 .

关键词 :一维数学模型 ;分汊河口 ;水闸

中图分类号 :TV135.1 文献标识码 :A 文章编号 :1000-198X(2002)05-0103-04

河口建闸是防止海水入侵、保护有限淡水资源的常用工程措施 .而分汊型河口是常见的河口形态 ,在此建水利枢纽需进行合理的布局 ,以保证枢纽有足够的泄洪能力 ,并可科学地进行调控 .为此 ,需研究分汊河口建闸后的水动力条件 .考虑分汊河道上有枢纽 ,采用了一维数学模型进行水流数值模拟 .

## 1 一维非恒定流数学模型

### 1.1 控制方程

一维非恒定流 Saint-Venant 基本方程

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + B_w \frac{\partial Z}{\partial t} = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + 2u \frac{\partial Q}{\partial x} + (gA - Bu^2) \frac{\partial Z}{\partial x} - u^2 \frac{\partial A}{\partial x} + g \frac{n^2 |u| Q}{R^{4/3}} = 0 \quad (2)$$

式中 : $t$ ——时间坐标 ; $x$ ——空间坐标 ; $Q$ ——流量 ; $Z$ ——水位 ; $u$ ——断面平均流速 ; $n$ ——糙率 ; $A$ ——过流断面面积 ; $B$ ——主流断面宽度 ; $B_w$ ——水面总宽度 ; $R$ ——水力半径 ; $q$ ——旁侧入流量 .

### 1.2 方程离散

离散上述方程组时 ,采用 4 点线性隐式差格式<sup>[1]</sup> .

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \frac{\zeta_i^{j+1} + \zeta_{i+1}^{j+1} - \zeta_i^j - \zeta_{i+1}^j}{2\Delta t} \quad (3)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial x} = \frac{\alpha(\zeta_{i+1}^{j+1} - \zeta_i^{j+1}) + (1 - \alpha)(\zeta_{i+1}^j - \zeta_i^j)}{\Delta x} \quad (4)$$

$$\zeta = \frac{1}{2}(\zeta_i^j + \zeta_{i+1}^j) = \zeta_{i+1/2}^j \quad (5)$$

式中 : $\zeta$ ——变量 ,上标表示时间坐标 ,下标表示空间坐标 ; $\theta$ ——权重系数( $0 \leq \theta \leq 1$ ) , $\theta$ 宜取大于 0.5 .

将式(3)~(5)代入式(1)~(2)得差分方程

$$C_i Z_i^{j+1} + C_i Z_{i+1}^{j+1} - Q_i^{j+1} + Q_{i+1}^{j+1} = D_i \quad (6)$$

$$E_i Q_i^{j+1} + G_i Q_{i+1}^{j+1} - F_i Z_i^{j+1} + I_i Z_{i+1}^{j+1} = H_i \quad (7)$$

式中 : $C_i = B_{wi+1/2}^j \frac{\Delta x_i}{2\theta \Delta t}$  ; $D_i = \frac{1-\theta}{\theta} (Q_i^j - Q_{i+1}^j) + C_i (Z_i^j + Z_{i+1}^j) + q_i \frac{\Delta x_i}{\theta}$  ; $E_i = \frac{\Delta x_i}{2\theta \Delta t} - 2u_{i+1/2}^j + \frac{g \Delta x_i}{2\theta}$

$$\left(\frac{n^2|u|}{R^{4/3}}\right) \dot{\chi}; F_i = I_i = (gA - Bu^2) \dot{\chi}_{i+1/2} = gA_{i+1/2}^i - B_{i+1/2}^i (u_{i+1/2}^i)^2 \dot{\chi}; G_i = \frac{\Delta x_i}{2\theta \Delta t} + 2u_{i+1/2}^i + \frac{g\Delta x_i}{2\theta} \left(\frac{n^2|u|}{R^{4/3}}\right) \dot{\chi}_{i+1}; H_i = \frac{\Delta x_i}{2\theta \Delta t} (Q_i^j + Q_{i+1}^j) + \frac{\chi(1-\theta)}{\theta} u_{i+1/2}^i (Q_i^j - Q_{i+1}^j) + \frac{1-\theta}{\theta} (gA - Bu^2) \dot{\chi}_{i+1/2} (Z_i^j - Z_{i+1}^j) + \frac{\Delta x_i}{\theta} (u^2 \frac{\partial A}{\partial x}) \dot{\chi}_{i+1/2}.$$

1.3 边界条件

外边界 即入流、出流边界 给定随时间变化的流量  $Q(t)$  或水位  $Z(t)$  过程。  
内边界 即堰、闸等水头突变处 ,Saint-Venant 方程已不再适用 ,需根据堰、闸的过流特征专门给出. 为了与方程离散式 (6) (7) 相统一 ,内边界作如下处理。  
根据连续性条件得  $-Q_i^{j+1} + Q_{i+1}^{j+1} = 0$   
式中  $i$  表示闸上 , $i+1$  表示闸下。  
根据水工建筑物过流量 ,得

$$\Delta Q = \frac{\partial Q}{\partial Z_i} \Delta Z_i + \frac{\partial Q}{\partial Z_{i+1}} \Delta Z_{i+1} \tag{8}$$

表示为式 (7) 模式 ,并以堰流公式为例<sup>[2]</sup> ,当闸上水位高于闸下水位时 ,方程离散式为

$$Q_i^{j+1} - \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_i} \right]_i^j Z_{i+1}^{j+1} - \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_{i+1}} \right]_i^j Z_{i+1}^{j+1} = H_i'$$

$$H_i' = [B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}]_i^j - \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_i} \right]_i^j Z_i^j - \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_{i+1}} \right]_i^j Z_{i+1}^j$$

当闸下水位高于闸上水位时 ,方程离散式为

$$Q_{i+1}^{j+1} - \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_i} \right]_{i+1}^j Z_i^{j+1} + \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_{i+1}} \right]_{i+1}^j Z_{i+1}^j = H_i''$$

$$H_i'' = - [B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}]_{i+1}^j + \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_i} \right]_{i+1}^j Z_i^j + \left[ \frac{\partial B_0 \sigma \epsilon m \sqrt{2gH_0^{3/2}}}{\partial Z_{i+1}} \right]_{i+1}^j Z_{i+1}^j$$

式中 : $B_0$ ——闸净宽 ; $\sigma$ ——淹没系数 ; $\epsilon$ ——闸孔的侧收缩系数 ; $m$ ——流量系数 ; $H_0$ ——高水位侧的总水头.

1.4 离散方程组求解<sup>[3]</sup>

对每条河道的各计算子河段相应方程组 (6) (7) 相互消元 ,最终可用河道首尾断面变量表示各子河段方程 ,即

$$Q_i = f_i(Z_i, Z_{N+1}) \quad i = N, N-1, \dots, 1 \tag{9}$$

$$Q_{i+1} = f_{i+1}(Z_{i+1}, Z_1) \quad i = 1, 2, 3, \dots, N \tag{10}$$

式中下标 1 , $N+1$  分别表示各河道首尾的标号.

河网各节点满足质量守恒和能量守恒条件 ,若忽略节点汇合容积和能量损失 ,得

$$\left[ \sum_{l=1}^{NR} Q_l \right]_K = 0 \tag{11}$$

$$[Z_l]_K = [Z_r]_K \quad I = 1, 2, \dots, NR; I' = 1, 2, \dots, NR \tag{12}$$

式中 : $K$ ——节点编号 ; $NR$ ——流入 (出) 第  $K$  个节点的河道数 ; $Q_l$ ——第  $l$  条河道流入、流出节点的流量 ,流入为正 ,流出为负.

将节点处各支流相应的 (9) 或 (10) 代入式 (11) ,此时  $Q_i$  和  $Q_{i+1}$  应为  $Q_1$  或  $Q_{n+1}$  ,并根据式 (12) 将节点各相邻断面水位统一表示成节点水位 ,得节点水位方程组

$$f_i(Z_i, Z_{\text{邻}1}, Z_{\text{邻}2}, \dots, Z_{\text{邻}k_i}) = 0 \quad I = 1, 2, \dots, M \tag{13}$$

式中 : $M$ ——节点总数 ; $Z_{\text{邻}}$ ——与第  $I$  节点直接相邻的节点水位 ; $k_i$ ——第  $I$  个节点相连的节点数.

根据边界条件 ,另增加一水位方程 ,封闭节点水位方程组 (13) ,解得各节点水位 ,利用所得节点水位和单一河道方程 (9) (10) ,最终求得各断面水位及流量.

2 模型验证

如图 1 所示 ,淮河入海水道口是典型的分汉型河口 ,为防海水入侵及防洪排涝等 ,需在河口修建水利枢纽.

数模计算范围上起滨海枢纽闸,下止入海水道口,总长 51.5 km。所提供的验证资料是当上游流量  $Q = 2270\text{ m}^3/\text{s}$ ,下游入海口枢纽闸上水位恒为 3.78 m 时,从入海口闸向上 10 km 处至入海口闸范围内的水位及流量。

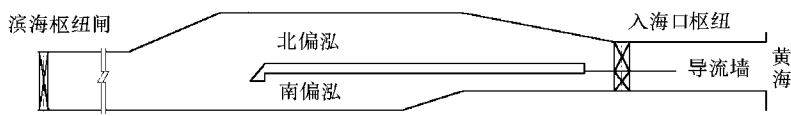


图 1 淮河入海水道海口枢纽示意图

Fig.1 Hydro project at Huaihe River estuary

计算断面间距,入海口闸向上 10 km 处的上游,一般为 100 m,而在此以下,从 15 ~ 50 m 不等,一般为 30 m。计算断面共 622 个,时间步长为 8 s,水位验证结果如图 2 所示。由图 2 可知,计算值与实测值基本一致。计算的北偏泓流量为  $1551\text{ m}^3/\text{s}$ ,南偏泓流量为  $719\text{ m}^3/\text{s}$ ,分流比为 2.16 : 1,与所提供资料的北偏泓流量  $1545.6\text{ m}^3/\text{s}$ ,南偏泓流量为  $725.2\text{ m}^3/\text{s}$ ,分流比 2.13 : 1 相吻合。因此,本文所建立的一维水流数学模型是合理的,可用于河口建闸后水流状况的研究。

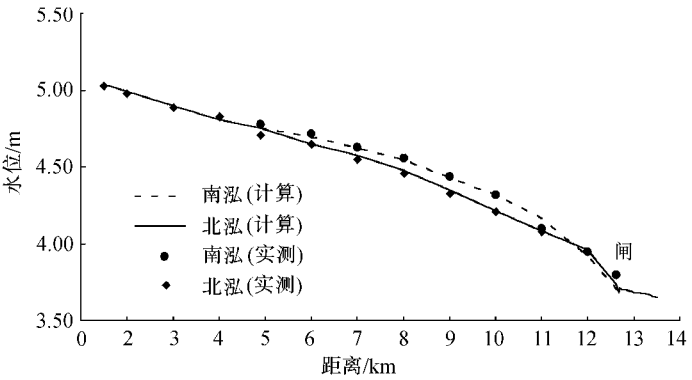


图 2 一维数学模型验证

Fig.2 Verification of 1-D mathematic model

3 结果分析

3.1 分汊河口分流量及分流比

分流量及分流比是南、北两分汊枢纽布置的重要依据。表 1 是上游边界设计流量  $Q = 2270\text{ m}^3/\text{s}$ ,下游边界为大潮、中潮、小潮 3 种不同潮型条件下,南、北两分汊流量及分流比统计。由表 1 可知,无论河口为何种潮型,两分汊分流比均在 2.0 : 1 ~ 2.22 : 1 之间。这说明河口潮型的变化对两分汊分流量及分流比变化影响不大。高潮位时分流比稍大、中潮位次之、低潮位时略小,这主要是北偏泓过流断面面积、滩地宽度要比南偏泓大的缘故。依据南、北两分汊流量及分流比的情况,可以对各支汊闸孔的数量及尺度进行合理规划。

表 1 各潮型时南、北偏泓流量

| Table 1 Runoff from south branch and north branch under different tides |                                              |                                              |                                              |                                              |                                              |                                              |          |      |      |
|-------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|----------|------|------|
| 潮型                                                                      | 北偏泓                                          |                                              |                                              | 南偏泓                                          |                                              |                                              | 流量比(北/南) |      |      |
|                                                                         | 平均流量<br>( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) | 最小流量<br>( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) | 最大流量<br>( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) | 平均流量<br>( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) | 最小流量<br>( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) | 最大流量<br>( $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ) | 平均比值     | 最小比值 | 最大比值 |
| 大潮                                                                      | 1548.96                                      | 934.42                                       | 1757.72                                      | 724.90                                       | 461.68                                       | 803.73                                       | 2.14     | 2.00 | 2.22 |
| 中潮                                                                      | 1536.61                                      | 1395.85                                      | 1642.12                                      | 728.97                                       | 653.22                                       | 771.53                                       | 2.11     | 2.02 | 2.18 |
| 小潮                                                                      | 1536.83                                      | 1411.04                                      | 1599.15                                      | 730.34                                       | 674.81                                       | 754.80                                       | 2.10     | 2.09 | 2.14 |

3.2 闸下导流墙长度对排涝时合流处流态的影响

分汊河道下游合流口的流态,直接影响到两分汊的协调排涝,而合流处流态顺直与否主要受导流墙末两侧水位差的控制,因此闸下应有合理的导流墙长度,以保证墙两侧的水流合流时顺畅。为此,先设想闸下导流墙延伸至河口,两分汊按设计排涝量分开同时排泄,其中南偏泓排涝量为  $214\text{ m}^3/\text{s}$ ,北偏泓排涝量为  $243\text{ m}^3/\text{s}$ ,河口水位为非恒定排涝潮位,闸下河道底宽为 200 m,底高程为 - 4.0 m,无淤积时和淤积到底宽 68 m、底高程 - 2.0 m 两种情况,在此条件下比较墙两侧水位差的大小,以此间接反映取不同导流墙长度时,合流处两侧水流流态顺直状况。计算的导流墙南侧与北侧水位差如图 3 所示。

分析计算结果可知,在闸下河道未淤积的情况下,导流墙两侧水位差较小,合流处水流较为顺直,说明排涝时导流墙长度对合流处流态的影响甚微。在闸下河道淤积情况下,南北水位差变化明显增大,特别是闸下 20 m 处前水位差相对较大,所以导流墙长度宜延至此位置以后,以保证排涝时,合流处水流顺畅。由此也可得出,为保证枢纽的顺畅排涝,需要及时开闸冲淤。

3.3 纳潮工作状况计算

根据实际要求,当闸下水位高于闸上水位,闸上水位不超过 2.2 m 时,南偏泓开门纳潮,此时上游流量  $Q$

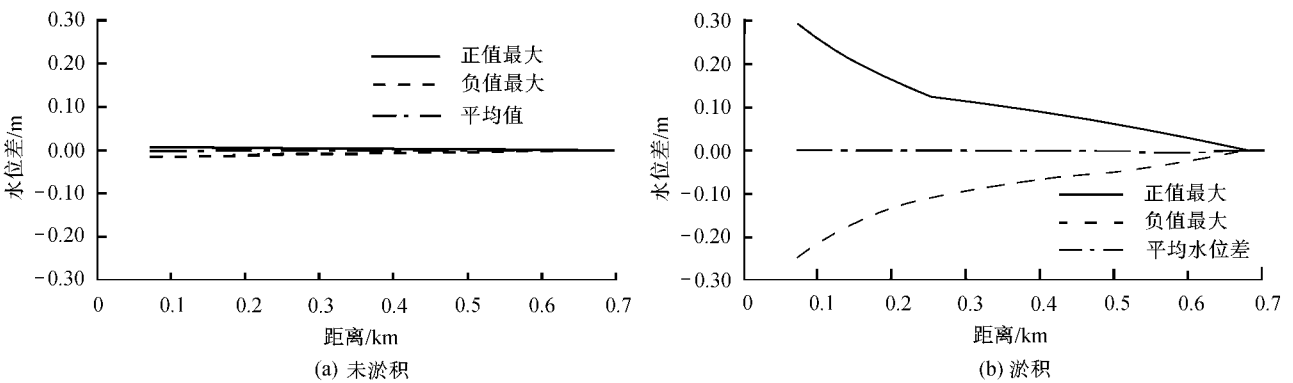


图3 导流墙两侧沿程水位差

Fig.3 Difference between water levels along two sides of guide wall

= 0 m<sup>3</sup>/s ,海口水位为中潮位过程线. 根据数模计算结果(图4), 闸上水位均低于 2.2 m , 纳潮时段为  $T = 0 \sim 5\text{ h}$  ,  $13 \sim 16\text{ h}$  ,此时纳潮量为 5 514 200 m<sup>3</sup>.

4 结 语

- a. 本文建立的一维非恒定流数学模型能应用于河道中有水工建筑物的复杂河网水力计算.
- b. 各种潮型条件下淮河入海水道海口段分汊河道分流量计算结果表明 ,分流比维持在 2.0:1 ~ 2.22:1.
- c. 计算表明 ,导流墙未合流处的流态受导流墙长度及河道淤积的影响. 在河道淤积不严重或导流墙较长时 ,合流处流态较顺畅 ;反之 ,流态不畅 ,影响枢纽两侧的协调排涝 ,需要及时开闸冲淤及增加导流墙长度.
- d. 可以利用所建立的模型进行河口水利枢纽的调控设计.

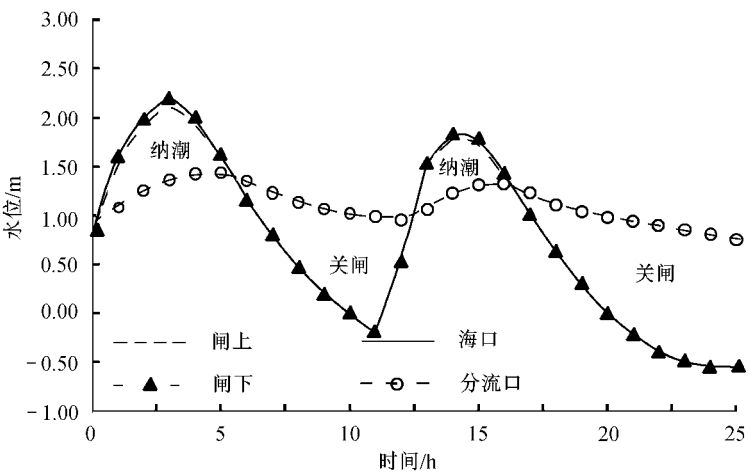


图4 南偏泓纳潮时各处水位变化过程

Fig.4 Water level variation at different points along south branch

参考文献：

[ 1 ] 汪德 . 计算水力学 [ M ]. 南京 : 河海大学出版社 , 1989. 140 ~ 246.  
[ 2 ] 许荫椿 , 胡德保 , 薛朝阳 . 水力学 [ M ]. 北京 : 科学出版社 , 1990. 488 ~ 573.  
[ 3 ] 张二骏 . 河网非恒定流的三级联合解法 [ J ]. 华东水利学院学报 , 1982. 10( 1 ) : 1 ~ 12.

Hydrodynamic simulation for furcated estuaries with water gates

TONG Chao-feng , YAN Yi-xin , ZHU Yu-liang

( Research Institute of Coastal and Ocean Engineering , Hohai Univ. , Nanjing 210098 , China )

**Abstract :** Through discretization of the runoff equation of hydraulic structures into the same discrete form as the Saint-Venant equation , a 1-D mathematical model of river networks for hydrodynamic research of furcated estuaries with water gates is established based on the junction water level control method. The simulated results show that the increase of the length of guide walls and decrease of siltation under water gates can improve the flow condition at the end of guide walls. The diversion volume and diversion ratio calculated by the model can provide a basis for reasonable arrangement of hydro projects , including the determination of the size of gate openings and the number of gates at each furcated estuary. Besides , the model can be applied to gate adjustment and control design according to practical requirement of hydro projects.

**Key words :** 1-D mathematical model ; furcated estuary ; water gate